

• 研究论文 •

DOI:10.15961/j.jsuese.201700905

超高性能混凝土柱偏心受压性能试验研究

马恺泽, 马煜东, 刘伯权

(长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710000)

摘 要:为研究超高性能混凝土(UHPC)柱偏心受压性能,完成了7个UHPC柱和1个高强混凝土(HSC)柱的偏心受压试验;通过改变UHPC的钢纤维体积掺量以及偏压柱的偏心距及配箍率,分析试件在竖向荷载作用下的破坏形态、承载能力及变形能力。试验结果表明,UHPC柱在偏心受压作用下的破坏形态为大偏心受拉破坏和小偏心受压破坏;大偏心受拉破坏为受拉区纵筋屈服、裂缝细密,受压区UHPC被压裂;小偏压受压破坏为受拉区纵筋未屈服、裂缝细微且数量少,受压区UHPC被压碎。由于钢纤维的“桥联”作用,受拉裂缝得到有效的抑制,且数量明显增多、宽度减小;UHPC大偏压柱荷载-挠度曲线有较平缓的下降段,表现出良好的延性;与HSC柱相比,UHPC柱开裂荷载提高了44.5%和59%,极限荷载提高了30.2%和58.9%,随钢纤维体积掺量的增加,UHPC柱极限荷载提高13.3%~58.9%,破坏挠度提高14.3%~146.5%,随配箍率的增加,极限荷载提高6.2%~11.4%,破坏挠度提高14%~14.8%,通过增加钢纤维体积掺量及配箍率能有效的提高UHPC柱的承载能力和变形能力;基于UHPC较高的抗拉强度,考虑对受拉区的贡献,采用等效矩形应力图简化计算,提出UHPC偏心受压柱的承载力计算公式。计算值与试验值吻合良好。可为工程应用提供理论依据。

关键词:超高性能混凝土; 偏心受压柱; 钢纤维体积掺量; 极限荷载; 破坏挠度

中图分类号:TU391.1

文献标志码:A

文章编号:2096-3246(2018)03-0201-08

Experimental Study on Eccentric Compression Behavior of Ultra-high Performance Concrete Columns

MA Kaize, MA Yudong, LIU Boxuan

(School of Civil Eng., Chang'an Univ, Xi'an 710000, China)

Abstract: To study the eccentric compression performance of ultra-high performance concrete (UHPC) columns, seven UHPC columns and one high-strength concrete (HSC) column were tested. Variation parameters include: the steel fibers volume of UHPC, load eccentricity and stirrup ratio of columns. The failure mode, bearing capacity and deformation capacity of the specimens with vertical loading were studied, and the following conclusions were drawn. It is demonstrated that the failure mode of UHPC eccentric compression columns includes large eccentric tension failure and small eccentric compression failure. Large eccentric tension failure mainly showed the following three characteristics: the tensile longitudinal reinforcements were yield, fine cracks appeared in tension zone and the UHPC in compression zone was crushed. However, small compression eccentric failure mainly showed the following two characteristics: less and slighter cracks appeared in tension zone and the UHPC in compression zone was crushed, without the yield of tensile longitudinal reinforcements. Due to the “bridging” effect of steel fibers, the development of cracks were delayed, the number of cracks increased significantly, and the width decreased. The load-deflection curves of large eccentric columns shows a gentle descending section, which shows that the specimens have good ductility. Comparing with HSC column, the cracking loads of UHPC columns increased 44.5% and 59%, and the ultimate loads increased 30.2% and 58.9%. With the increase of steel fiber volume, the carrying capacity of UHPC columns increased by 13.3% ~ 58.9%, and the failure deflection increased by 14.3% ~ 146.5%. With the increase of stirrup ratio, the carrying capacity of UHPC columns increased by 6.2% ~ 11.4%, and the failure deflection increased by 14% ~ 14.8%. The increase of steel fiber volume and stirrup ratio has an effective effect on improving bearing capacity and deformation capability of UHPC columns. Due to the

收稿日期:2017-10-26

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51308052);陕西省自然科学基金资助项目(2017JM037);中央高校基本科研业务费资助项目(31088171009)

作者简介:马恺泽(1981—),男,副教授,博士。研究方向:超高性能混凝土结构抗震性能。E-mail: topmkz@126.com

网络出版时间:2018-05-05 18:22:00 网络出版地址: <http://kns.cnki.net/kcms/detail/51.1773.TB.20180505.1822.010.html>

<http://jsuese.ijournals.cn> <http://jsuese.scu.edu.cn>

high tensile capacity of UHPC,the contribution of UHPC tensile strength to carrying capacity was considered in bearing capacity formula.And an equivalent rectangular stress diagram was used to simplify the calculation.The theoretical calculation results agree well with the test results.It can provide a theoretical basis for engineering application.

Key words: ultra-high performance concrete;eccentric compression column;steel fiber volume;ultimate load;failure deflection

超高性能混凝土 (ultra-high performance concrete, UHPC) 是一种超高强、高韧性、高耐久性的新型水泥基复合材料。它对结构减轻自重、提高承载力、延长服役寿命都起到重要的作用。同时还可以有效提高结构的安全储备、节省资源,在土木工程领域的应用前景十分广阔^[1-2]。国内外学者对 UHPC 构件进行了相关的研究。Graybeal 等^[3]进行了 UHPC 足尺梁的抗弯性能试验,结果表明, UHPC 梁比普通混凝土梁有更大的抗弯承载力,弯曲裂缝细密,开裂后的 UHPC 依然可以承担拉力。Voo 等^[4]进行了预应力 UHPC 梁抗剪性能试验研究,分别以预应力大小、纤维种类和掺量为试验参数,得到预应力 UHPC 梁剪切破坏的极限荷载和裂缝分布形态。Hosinie 等^[5]进行了 6 根 UHPC 柱轴心受压试验,结果表明,随钢纤维掺量增加,构件承载能力及变形能力明显提高, UHPC 柱表现出良好的延性,破坏时保护层不易剥落。徐海宾等^[6]完成 9 根 HRB500 级钢筋 UHPC 梁的抗弯性能试验;结果表明: HRB500 级钢筋与 UHPC 梁适配良好,开裂荷载和开裂位移明显提高,正常使用极限状态下梁最大裂缝宽度不大于 0.15 mm。金凌志等^[7]对 UHPC 梁进行斜截面受剪性能研究,结果表明,当剪跨比为 2.2 时,无腹筋梁发生斜拉破坏,配箍率为 0.33% 时发生剪压破坏,配箍率为 0.54% 时发生斜压破坏。目前,对 UHPC 构件的研究大多停留在抗弯性能、抗剪性能等方面,对 UHPC 柱在受压作用下的破坏机理及其承载能力的研究甚少。

作者进行了 UHPC 柱的偏心受压试验研究,分析不同影响因素对 UHPC 柱偏心受压性能的影响规律,建立 UHPC 柱偏心受压承载力计算方法。以期 of 超高性能混凝土在建筑结构中的应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验共设计 7 个 UHPC 柱和 1 个高强混凝土柱,以偏心距、钢纤维体积掺量及配箍率为变化参数,各构件的形状和尺寸相同。牛腿两端部各设 4 排间距为 40 mm 的钢筋网片,用来防止由于局部应力集中而产生受压破坏。所有试件的受力纵筋配筋率均相同,为 1.03%。试件参数设计如表 1 所示,试件配筋图如图 1 所示。其中, H 为试件高度, h 为试件截面高度, b 为试件截面宽度, V_f 为钢纤维体积掺量, e_i 为试验设计偏心距, ρ_s 为配箍率。

表 1 试件参数设计

Tab. 1 Design parameters of specimens				
编号	$H/\text{mm}\times h/\text{mm}\times b/\text{mm}$	$V_f/\%$	e_i/mm	$\rho_s/\%$
HSCZ-1	1 000×200×150	0	100	2.01
UHPCZ-1	1 000×200×150	1	100	2.01
UHPCZ-2	1 000×200×150	2	100	2.01
UHPCZ-3	1 000×200×150	2	100	1.34
UHPCZ-4	1 000×200×150	1	40	2.01
UHPCZ-5	1 000×200×150	2	40	2.01
UHPCZ-6	1 000×200×150	2	40	1.34

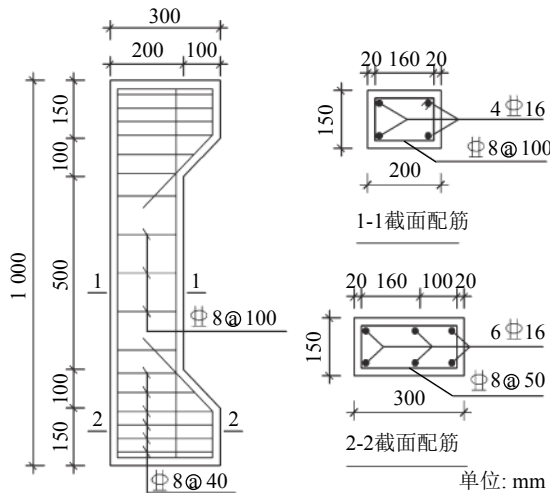


图 1 试件配筋图

Fig. 1 Reinforcement of specimen

1.2 试验材料力学性能

制备 UHPC 的原材料如下: P.O 42.5 普通硅酸盐水泥, 埃肯硅灰, 一级特细粉煤灰, S95 矿粉, 细河砂, JH 型聚羧酸高性能减水剂, 长度为 13 mm、直径 0.2 mm、抗拉强度为 2 000 MPa 的平直镀铜短钢纤维。超高性能混凝土配合比如表 2 所示。

所有试件 1 次浇筑完成, 浇筑成型后 24 h 开始浇水养护, 并用塑料薄膜覆盖。根据《活性粉末混凝土规范 (GB/T 31387—2015)》^[8]进行材料性能试验, 结果如表 3 所示。其中, f_c 是受压强度, f_t 是受拉强度, 试件采用对称配筋, 钢筋均采用 HRB400。每种钢筋制作三个标准试件, 进行拉伸试验, 结果如表 4 所示。

1.3 加载方案

本次试验在长安大学建筑结构试验室的 5 000 KN 电液伺服试验机上进行, 加载装置如图 2 所示。试件两端设置刀口铰加载板, 保证构件两端按铰支座放

表 2 超高性能混凝土配合比
Tab. 2 Mixture proportion of UHPC

编号	水泥/kg	硅灰/kg	粉煤灰/kg	矿渣粉/kg	细河砂/kg	水/kg	减水剂/kg	钢纤维掺量/kg
UHPC1	603	241	180.9	180.9	965	205.1	24.1	78
UHPC2	603	241	180.9	180.9	965	205.1	24.1	156

表 3 混凝土力学性能

Tab. 3 Mechanical properties of concrete

编号	$E_c/10^4 \text{ MPa}$	f_c/MPa	f_t/MPa
HSC	3.7	96.2	4.6
UHPC1	4.1	106.4	11.5
UHPC2	4.3	121.6	13.8

表 4 钢筋力学性能

Tab. 4 Mechanical properties of reinforcement

编号	f_y/MPa	f_u/MPa
Φ8	568	723
Φ16	472	617

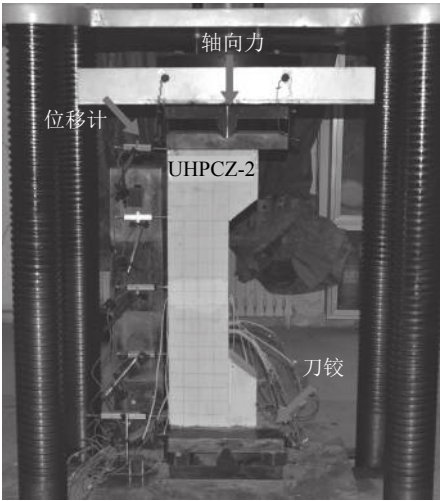


图 2 试验加载装置图

Fig. 2 Test set-up

置在试验机上。首先对试件进行预加载, 然后再正式实施分级加载, 每级荷载约为计算极限荷载的10%, 持荷5分钟, 加载值达到90%计算承载力后, 改为位移控制, 达到极限荷载后, 持续加载至荷载下降至极限荷载的85%以下, 停止加载。

1.4 测试内容及测试装置

主要测量内容包括竖向荷载、柱中挠度、钢筋与混凝土应变, 以及混凝土裂缝宽度等。在试件中部受拉与受压侧、平行受弯一侧布置应变片; 在纵筋中点及上下相隔100 mm处布置3个应变片; 中部箍筋及上下两道箍筋布置6个应变片, 如图3所示。在试件中点及与其上下相距250、500 mm的位置布置5个水平位移计(LVDT)测量柱侧向挠度, 裂缝宽度采用裂缝观测仪进行量测。所有试验数据由DH3816N静态数据

采集系统采集。

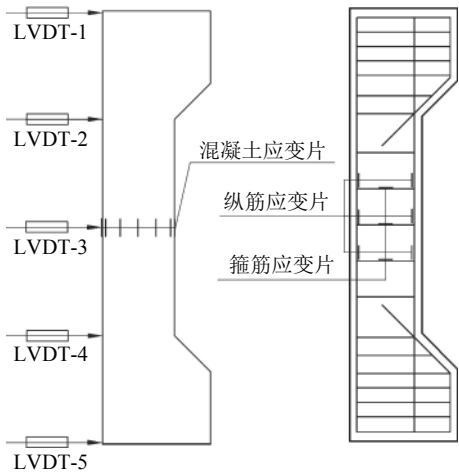


图 3 应变片布置图

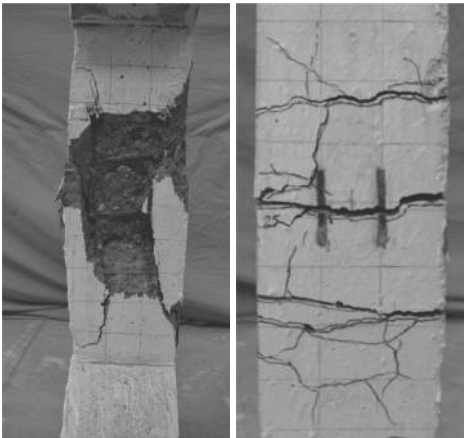
Fig. 3 Strain gauge layout of specimens

2 试验结果及分析

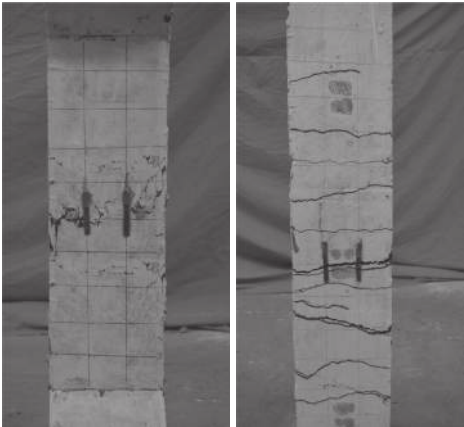
2.1 试验现象及破坏形态分析

HSCZ-1为高强混凝土大偏心受压柱, 在加载过程中, 受拉区首先出现水平裂缝; 随着荷载的增加, 受拉钢筋屈服, 受压区出现纵向裂缝; 当达到极限荷载后, 受压区混凝土出现大面积外鼓及剥落, 试验结束。试件破坏形态如图4(a)所示。UHPCZ-1、UHPCZ-2、UHPCZ-3为超高性能混凝土大偏心受压柱。当加载至 $0.3N_c$ (N_c 为计算极限荷载)时, 受拉区中部出现水平微裂缝; 随着荷载增大, 裂缝不断增多, 但裂缝宽度发展缓慢; 当荷载增至 $0.85N_c$ 时, 受压区出现竖向裂缝, 受拉区裂缝不再增加, 此时伴随有密集的纤维拔出的蹦蹦声; 当达到极限荷载后, UHPC柱受压区出现斜向裂缝, 表面出现剥落现象, 但未出现UHPC大面积掉落。由于钢纤维的“桥联”作用, 受拉区裂缝细密, UHPC裂而不散, 始终保持整体。与UHPCZ-1相比, UHPCZ-2受拉区水平裂缝更为密集, 而UHPCZ-3受拉区裂缝集中且扩展速度更快。试件破坏形态如图4(b)所示。

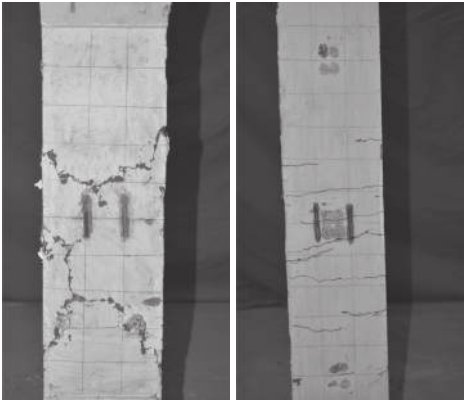
UHPCZ-4、UHPCZ-5、UHPCZ-6为UHPC小偏心受压柱。加载初期, 试件无明显变化; 随着荷载的增加, 受拉区中部出现细微水平裂缝, 但裂缝的开展与延伸并不显著, 受压区UHPC随荷载的增加压应变迅速增大, 并出现竖向裂缝; 当增至极限荷载后, 受压



(a) HSCZ-1



(b) UHPCZ-2



(c) UHPCZ-5

图 4 试件破坏形态

Fig. 4 Failure patterns of specimens

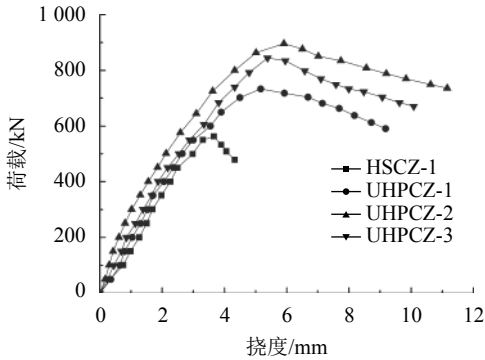
区竖向裂缝迅速增宽；当荷载降至极限荷载的85%左右时，受压区UHPC被压酥破坏，压酥区段较长，并形成明显的斜裂缝，试件挠度增长较少。与UHPCZ-4相比，UHPCZ-5受压破坏范围更大，UHPCZ-6受压区的竖向裂缝扩展更迅速，破坏形态如图4(c)所示。

由图4可知，UHPC偏心受压柱的破坏类型可定义为大偏心受拉破坏和小偏心受压破坏；因为钢纤维的阻裂作用，提高了UHPC的变形能力，使大偏心

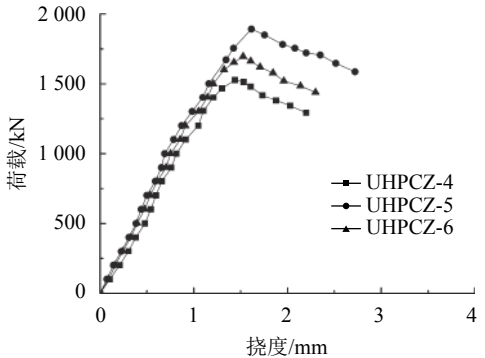
构件有明显的破坏过程和特征，表现为延性破坏，小偏心构件的延性虽有一定的提高，但仍表现为脆性破坏。

2.2 荷载-挠度曲线

试件的荷载-挠度曲线如图5所示。对于UHPC大偏心受压柱，曲线可划分为典型的3个阶段：弹性段，屈服段和下降段。在弹性段，曲线呈线性发展，随着荷载的增加，UHPC柱受拉开裂，但因为钢纤维的作用，裂缝的长度及宽度增长缓慢；当受拉纵筋达到屈服应力，构件进入屈服阶段，荷载-挠度曲线出现一定的转折，裂缝数量基本不再增加，但裂缝的长度和宽度持续增大，荷载-挠度曲线的斜率持续减小；在达到极限荷载后，曲线进入下降段，下降趋势较为平缓，直至试件破坏。对于UHPC小偏心受压柱，在极限荷载之前，荷载-挠度曲线大致呈线性发展；极限荷载后，曲线出现明显的转折并迅速下降，荷载急剧减小。相较于大偏心受压柱，其荷载-挠度曲线下降较陡峭，说明UHPC小偏心受压柱的后期延性提高并不明显。



(a) 大偏心受压柱



(b) 小偏心受压柱

图 5 荷载-挠度曲线

Fig. 5 Loading-deflection curves of specimens

2.3 承载力分析

7个试件的开裂荷载和极限荷载如表5所示。由表可知，与HSCZ-1相比，UHPCZ-1、UHPCZ-2、UHPCZ-3的开裂荷载分别提高了44.5%、59.0%和49.1%，

极限荷载分别提高了30.2%、58.9%和47.9%。对于小偏压柱, UHPCZ-5比UHPCZ-4的开裂荷载和极限荷载分别提高了13.3%和19.1%。配箍率相同时, 试件的开裂荷载和极限荷载均随钢纤维体积掺量的增加而提高; 钢纤维体积掺量相同时, 配箍率对偏心受压柱开裂荷载影响较小, 但对极限荷载有一定的影响。UHPCZ-2比UHPCZ-3的极限荷载提高6.2%, UHPCZ-5比UHPCZ-6的极限荷载提高11.4%。

表 5 荷载试验结果

Tab. 5 Test results of load		
编号	开裂荷载 N_{cr}/kN	极限荷载 N_u/kN
HSCZ-1	141.1	563.2
UHPCZ-1	203.9	733.3
UHPCZ-2	265.4	895.5
UHPCZ-3	251.7	843.2
UHPCZ-4	839.0	1 527.7
UHPCZ-5	950.5	1 889.1
UHPCZ-6	944.6	1 696.6

2.4 变形能力分析

采用柱中挠度来反映UHPC偏心受压柱的变形能力; 峰值挠度 Δ_p 为达到最大荷载时所对应的挠度; 破坏挠度 Δ_u 为荷载下降到极限荷载的85%时对应的挠度, 极限位移角 θ 为破坏挠度与 $H/2$ 的比值, 试验结果如表6所示。

表 6 挠度试验结果

Tab. 6 Test results of deflections			
编号	峰值挠度 Δ_p/mm	破坏挠度 Δ_u/mm	极限位移角 θ
HSCZ-1	3.7	4.3	0.007 6
UHPCZ-1	5.2	8.2	0.016 4
UHPCZ-2	5.9	10.6	0.021 2
UHPCZ-3	5.4	9.3	0.018 6
UHPCZ-4	1.4	2.2	0.004 4
UHPCZ-5	1.6	2.7	0.005 4
UHPCZ-6	1.5	2.3	0.004 6

由表6可知, UHPC柱在偏心受压时, 柱中挠度随着偏心距的增大而增加; 试件的破坏挠度随钢纤维体积掺量的增加而提高。与HSCZ-1相比, UHPCZ-1、UHPCZ-2、UHPCZ-3的峰值挠度分别提高了40.5%、59.5%和45.9%, 破坏挠度分别提高了90.7%、146.5%和116.3%; UHPCZ-5比UHPCZ-4的峰值挠度和破坏挠度分别提高了14.3%和29.4%。在钢纤维体积掺量相同时, 配箍率越大, 破坏挠度也越大。UHPCZ-2比UHPCZ-3的破坏挠度提高了14%; UHPCZ-5比UHPCZ-6的破坏挠度提高了14.8%。

3 正截面承载力计算

3.1 UHPC大偏心受压构件承载力计算公式

由于UHPC具有较高的抗拉强度, 且大偏心受压构件受拉区较长, 在进行UHPC柱正截面承载力计算时, 宜考虑UHPC受拉性能的贡献。根据试验数据, 试件变形后截面仍近似保持平面, 应变沿截面高度基本成线性分布。试件的实际应力分布图及等效应力分布如图6所示。

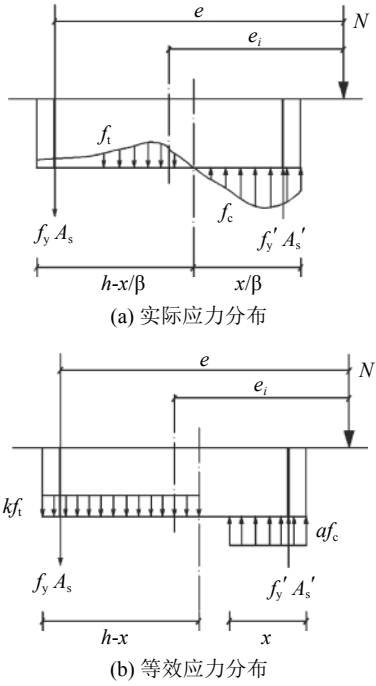


图 6 UHPC大偏心受压柱正截面应力分布
Fig. 6 Stress diagram of UHPC large eccentric compression column

试验中, UHPC大偏心受压柱为对称配筋, 即 $A_s = A'_s$, $f_y = f'_y$ 。由纵筋应变可知, 受拉与受压纵筋均能达到屈服。根据简化的截面应变图6(b), 由沿构件纵轴方向的内、外力平衡可得:

$$N = \alpha f_c b x - k f_t b \left(h - \frac{x}{\beta} \right) + A'_s f'_y - f_y A_s \tag{1}$$

由截面上内、外力对受拉钢筋合力点的力矩平衡可得:

$$M_u = \alpha f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) - k f_t b \left(h - \frac{x}{\beta} \right) \left[0.5 \left(h - \frac{x}{\beta} \right) - a_s \right] \tag{2}$$

式中, N 为轴向压力设计值; x 为等效受压区高度; e 为轴向压力作用点到纵向受拉钢筋合力点之间的距离; k 为受拉区等效系数; α 、 β 为受压区等效矩形应力图系数, 考虑到《混凝土结构设计规范》(GB50010—

2010)》^[9]中对 α 、 β 值定义随强度提高而降低这一原则, UHPC 偏心受压柱承载力计算中取 $\alpha = 0.91$ 、 $\beta = 0.71$; f'_y 为受压纵筋抗压强度设计值; A'_s 为受压纵筋总面积; f_y 为受拉纵筋抗拉强度设计值; A_s 为受拉纵筋总面积; h_0 为截面有效高度, 即受压边缘到受拉钢筋合力点的距离; a'_s 为受压区边缘到受压钢筋合力作用点的距离; a_s 为受拉区边缘到受拉钢筋合力作用点的距离; M_u 为截面弯矩, 对受弯构件, 直接取截面弯矩, 对偏压构件, 取 $M_u = Ne$ 。

本文对受拉区等效系数 k 的取值基于平衡条件和试验结果反算得到, 根据式(1)和(2)可得:

$$k = \frac{\alpha f_c b x - f_y A_s - N + A'_s f'_y}{f_i b (h - x / \beta)}$$

(3)

$$k = \frac{\alpha f_c b x (h_0 - x / 2) - M_u + A'_s f'_y (h_0 - a'_s)}{f_i b (h - x / \beta) [1 / 2 (h - x / \beta) - a_s]}$$

(4)

联立式(3)和(4), 可得:

$$\alpha f_c b x (h_0 - \frac{x}{2}) - M_u + A'_s f'_y (h_0 - a'_s) = (\alpha f_c b x - f_y A_s - N + A'_s f'_y) [\frac{1}{2} (h - \frac{x}{\beta}) - a_s]$$

(5)

即:

$$(\frac{1}{2} \alpha f_c b - \frac{1}{2 \beta} \alpha f_c b) x^2 + (\frac{1}{2} \alpha f_c b h - \alpha f_c b a_s + \frac{1}{2 \beta} f_y A_s - \alpha f_c b h_0 + \frac{1}{2 \beta} N - \frac{1}{2 \beta} A'_s f'_y) x - \frac{1}{2} f_y A_s h + f_y A_s a_s + M_u - A'_s f'_y (h_0 - a'_s) + (\frac{1}{2} h - a_s) (A'_s f'_y - N) = 0$$

(6)

令

$$A = \frac{1}{2} \alpha f_c b - \frac{1}{2 \beta} \alpha f_c b,$$

$$B = \frac{1}{2} \alpha f_c b h - \alpha f_c b a_s + \frac{1}{2 \beta} f_y A_s - \alpha f_c b h_0 + \frac{1}{2 \beta} N - \frac{1}{2 \beta} A'_s f'_y,$$

$$C = -\frac{1}{2} f_y A_s h + f_y A_s a_s + M_u - A'_s f'_y (h_0 - a'_s) + (\frac{1}{2} h - a_s) (A'_s f'_y - N).$$

则可得受压区高度 x 的表达式:

$$x = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

(7)

将UHPC构件的极限弯矩实测值 M_u 及各项系数带入式(7)算出受压区高度 x , 再将 x 带入式(4), 即可算出等效系数 k 。

收集UHPC大偏压柱和受弯梁的试验实测数据

进行计算, 结果见表7。由计算结果可知, 受拉区等效应力系数 k 的平均值 $\bar{k} = 0.507$, 标准差为 $\sigma = 0.148$, 变异系数 $CV = 29.2\%$, 偏于安全考虑, 近似取 $k = 0.40$ 。

表 7 受拉区等效系数 k 值

Tab. 7 Equivalent coefficient k of specimens				
试件编号	受力类型	$b/\text{mm} \times h/\text{mm}$	$M_u/(\text{kN} \cdot \text{m})$	等效系数 k
LJ001 ^[10]	受弯	150×250	120.30	0.723
LJ002 ^[10]	受弯	150×250	144.50	0.346
LJ003 ^[10]	受弯	150×250	93.65	0.421
LJ004 ^[10]	受弯	150×250	90.60	0.553
LZ001 ^[11]	受弯	150×200	38.25	0.557
LZ002 ^[11]	受弯	150×200	63.50	0.391
LZ003 ^[11]	受弯	150×200	64.50	0.446
LZ004 ^[11]	受弯	150×200	87.00	0.484
F0S1 ^[12]	受弯	200×200	90.00	0.420
F2S1 ^[12]	受弯	200×200	90.00	0.420
F2S1 ^[12]	受弯	200×200	127.00	0.539
B25-1 ^[13]	受弯	250×250	118.25	0.529
B25-2 ^[13]	受弯	250×250	114.81	0.439
NF-1 ^[14]	受弯	150×220	28.17	0.319
NF-2 ^[14]	受弯	150×220	44.06	0.356
S13-1 ^[15]	受弯	150×220	39.3	0.536
S13-2 ^[15]	受弯	150×220	55.85	0.628
S19.5-1 ^[15]	受弯	150×220	41.99	0.630
S19.5-2 ^[15]	受弯	150×220	56.39	0.648
S30-1 ^[15]	受弯	150×220	43.16	0.671
S30-2 ^[15]	受弯	150×220	56.07	0.637
T30-1 ^[15]	受弯	150×220	43.47	0.676
T30-2 ^[15]	受弯	150×220	60.26	0.775
UHPCZ-1	偏压	150×200	127.61	0.345
UHPCZ-2	偏压	150×200	140.20	0.357
UHPCZ-3	偏压	150×200	139.35	0.328

3.2 UHPC小偏心受压构件承载力计算公式

对于UHPC小偏心受压构件, 由于受拉区较短, 其应力合力等效后的合力作用点对受拉纵筋合力点的力矩值较小, 故在承载力分析中忽略UHPC受拉应力的影响。试件实际应力分布图及等效应力分布如图8所示。

根据简化的截面应变图7(b), 由沿构件纵轴方向的内、外力平衡可得:

$$N = \alpha f_c b x + f'_y A'_s - \sigma_s A_s$$

(8)

由截面内、外力对受拉钢筋合力点的力矩平衡可得:

$$M_u = \alpha f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \tag{9}$$

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_{cu} \left(\frac{\beta h_{0i}}{x} - 1 \right) \tag{10}$$

式中, σ_s 为受拉纵筋应力; h_0 为第 i 层纵向钢筋截面重心至截面受压边缘的距离; ε_{cu} 为超高性能混凝土极限压应变, 取 0.005^[14-15]。

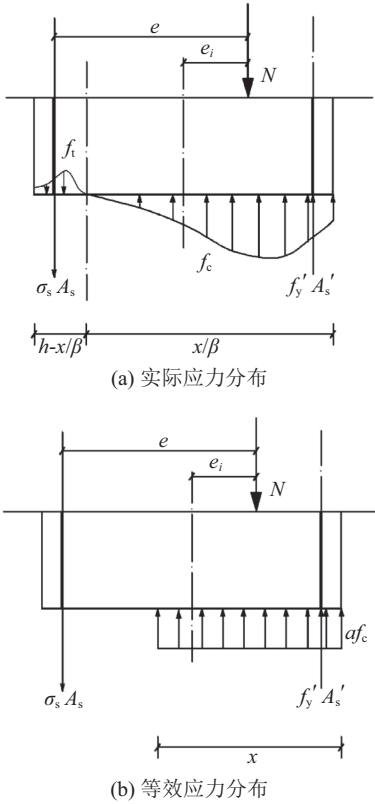


图 7 UHPC小偏心受压柱正截面应力分布
Fig. 7 Stress diagram of UHPC small eccentric compression column

3.3 试验值与计算值比较

计算值与试验值比较如表8所示。由表可知, 计算值与试验值比值吻合较好; 平均值为0.985, 标准差 $\sigma = 0.023$, 变异系数 $CV = 0.024$ 。

表 8 试验值与计算值比较
Tab. 8 Comparison of predicted and experimental results

编号	计算值 N_c	试验值 N_u	N_c/N_u
UHPCZ-1	718.6	733.3	0.98
UHPCZ-2	810.1	805.5	1.01
UHPCZ-3	810.1	803.5	1.01
UHPCZ-4	1 537.5	1 597.4	0.96
UHPCZ-5	1 722.4	1 719.4	1.00
UHPCZ-6	1 722.4	1 806.4	0.95

4 结 论

1) 超高性能混凝土偏心受压柱的破坏类型同样

可定义为大偏心受拉破坏和小偏心受压破坏, 大偏心受拉破坏有明显的破坏过程和特征, 受拉区纵筋屈服, 受压区UHPC被压裂, 表现出较好的变形能力; 小偏心受压破坏为受压区UHPC压碎破坏, 受拉区纵筋尚未屈服, 具有一定的延性, 但仍为脆性破坏。

2) 随钢纤维体积掺量的增加, UHPC偏心受压柱极限荷载增加。UHPC偏心受压柱开裂荷载和极限荷载较高强混凝土柱有不同程度的提高, 钢纤维体积率为2%且配筋率相同时, 其值分别提高59%和58.9%。UHPC大偏心受压柱具有更好的变形能力, 且提高钢纤维掺量和配箍率能改善构件的延性。UHPC小偏心受压构件的延性虽有一定提高, 但并不显著。

3) 考虑UHPC抗拉性能对偏心受压柱承载力的影响, 采用等效矩形应力图简化计算方法, 提出了UHPC偏心受压柱的计算公式, 计算结果与实验结果相比, 误差较小。

参考文献:

[1] Qin Weizu, Cao Feng. A new ultra-high performance concrete-reactive powder concrete[J]. Industrial Construction, 1999(4): 16–18. [覃维祖, 曹峰. 一种超高性能混凝土-活性末混凝土[J]. 工业建筑, 1999(4): 16–18.]

[2] Deng Zongcai, Chen Chunsheng, Chen Xingwei. Experimental research on the shear behaviors of hybrid fiber reinforced rpc beams[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(5): 51–60. [邓宗才, 陈春生, 陈兴伟. 混杂纤维活性粉末混凝土梁抗剪性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(5): 51–60.]

[3] Graybeal B A. Characterization of the behavior of ultra-high performance concrete [D]. Maryland: University of Maryland, 2005.

[4] Voo Y L, Poon W K, Foster S J. Shear strength of steel fiber reinforced ultra-high performance concrete beams without stirrups[J]. Journal of Structural Engineering, 2010, 136(11): 1393–1400.

[5] Hosinieh M M, Aoude H, Cook W D, et al. Behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete columns under pure axial loading[J]. Engineering Structures, 2015, 99(6): 388–401.

[6] Xu Haibin, Deng Zongcai, Chen Chunshen, et al. Experimental study on shear strength of ultra-high performance fiber reinforced concrete beams[J]. China Civil Engineering Journal, 2014, 47(12): 91–97. [徐海宾, 邓宗才, 陈春生等. 超高性能纤维混凝土梁抗剪性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(12): 91–97.]

[7] Jin Lingzhi, Qi Kaineng, Cao Xia. Experimental Study on behavior of high strength reinforced reactive powder concrete beam[J]. Journal of Wuhan University of Technology, 2013, 35(8): 108–113. [金凌志, 祁凯能, 曹霞. 高强钢筋活性粉末

混凝土简支梁受剪性能试验研究[J].武汉理工大学学报,2013,35(8):108–113.]

[8] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.GB/T 31387—2015,活性粉末混凝土规范[S].,北京:中国国家标准化管理委员会.2015.

[9] 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.GB 50152—2010,混凝土结构设计规范[S].北京:中国建筑出版社,2010

[10] Jin Linzhi,He Lai,Wu Xinke.Experimental study on flexural property of reactive powder concrete beams with HRB500 steel[J].Building Structure,2015,45(15):87–92.[金凌志,何来,吴欣珂.HRB500级钢筋活性粉末混凝土梁受弯性能实验研究[J].建筑结构,2015,45(15):87–92.]

[11] Zheng Wenzhong,Li Li,Lu Shanshan.Experimental research on mechanical performance of normal section of reinforced reactive powder concrete beam[J].Journal of Building Structures,2011,32(6):125–134.[郑文忠,李莉,卢姗姗.钢筋活性粉末混凝土简支梁正截面受力性能试验研究[J].建筑结构学报,2011,32(6):125–134.]

[12] Feng Suli.Experimental study of reinforced ultra-high-performance concrete beam ductility performance[D].Xian: Chang'an University,2016.[冯素丽.钢筋超高性能混凝土梁延性性能试验研究[D].西安:长安大学,2016.]

[13] Xu Haibin,Deng Zongcai.Experimental research on flexural behavior of prestressed ultra-high performance steel fiber concrete beams[J].Journal of Building Structures,2014, 35(12):58–64.[徐海宾,邓宗才.预应力超高性能钢纤维混凝土梁受弯性能试验研究[J].建筑结构学报,2014,35(12): 58–64.]

[14] Singh M,Sheikh A H,Ali M S M,et al.Experimental and numerical study of the flexural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete beams[J].Construction and Building Materials,2017,138(5):12–25.

[15] Yoo D Y,Yoon Y S.Structural performance of ultra-high-performance concrete beams with different steel fibers[J]. Engineering Structures,2015,102(11):409–423.

(编辑 黄小川)

引用格式: Ma Kaize,Ma Yudong,Liu Boxquan.Experimental study on eccentric compression behavior of ultra-high performance concrete columns[J].Advanced Engineering Sciences,2018,50(3):201–208.[马恺泽,马煜东,刘伯权.超高性能混凝土柱偏心受压性能试验研究[J].工程科学与技术,2018,50(3):201–208.]